Revista Internacional de
Ingeniería
de Estructuras

Vol. 23, 1, 47-71 (2018)

A CRITICAL REVIEW OF CURRENT BUILDING CODES IN PERU: SEISMIC DESIGN (E.030) AND RC CONCRETE DESIGN (E.060)

Mario E. Rodríguez [(1)]

[(1)]Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México. mrod@unam.mx

Received: October 2017. Accepted: December 2017

ABSTRACT

This paper describes a critical review of current seismic building codes in Peru. These are the E.030 Seismic Code and the E.060 RC Building Code. This review is based on lessons learned in several earthquakes in Latin America such as Perú (2007), Chile (2010), and México (2017), as well as on current seismic design provisions in ACI 318-14 (ACI 318, 2014).

Results described in this paper shows that some buildings designed with current codes in Peru might be unsafe for strong earthquakes. Furthermore, it is found that in addition to strength in a building, lateral deformation capacity is also relevant. Based on this study, the review of the E.030 Seismic Code and the E.060 RC Building Code is recommended.

Keywords: Seismic building codes in Peru, earthquake resistant design, RC wall buildings

UNA REVISION CRÍTICA DE LAS NORMATIVAS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE EN EL PERU: E.030 SISMO Y E.060 CONCRETO ARMADO

RESUMEN

Para el diseño sismorresistente de estructuras, el Perú cuenta con la nueva Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” (E030, 2017), y para concreto armado con la Norma E.060 “Concreto Armado” (E.060, 2009), la cual se encuentra en proceso de revisión. En este trabajo se hace una evaluación crítica de estas normas, haciendo énfasis en lecciones aprendidas en terremotos en Perú (2007), Chile (2010), y México (2017), así como en los nuevos requisitos de diseño sísmico del ACI 318-14 (ACI 318, 2014).

Se muestra que la aplicación de normativas vigentes en Perú en algunos casos llevaría a diseños del lado de la inseguridad. Además, se muestra la importancia no sólo de la resistencia de la estructura ante terremotos, sino también la importancia de la capacidad de deformación lateral de la estructura. Se concluye que es necesario cambios tanto en la norma E.030 como en la norma E.060, con el fin de mejorar la práctica de diseño sismorresistente en el Perú.

Palabras Claves: Norma sísmica en Perú, diseño sismorresistente, edificios con muros de concreto reforzado.

1 INTRODUCCIÓN

Para el diseño sismorresistente de estructuras, el Perú cuenta con la nueva Norma E.030 "Diseño Sismorresistente" (E030, 2017), y con la Norma E.060 "Concreto Armado" (E.060, 2009) para estructuras de concreto armado, esta última en proceso de revisión. En este trabajo se hace una evaluación crítica de estas normas, haciendo énfasis en lecciones aprendidas en terremotos en Perú (2007), Chile (2010), y México (2017), así como en los nuevos requisitos de diseño sísmico del ACI 318-14 (ACI 318, 2014). Uno de los objetivos de este trabajo es el poner en evidencia cambios que se consideran necesarios para tener mejores herramientas de diseño sismorresistente para cumplir con la Filosofía y Principios de Diseño Sismorresistente de la norma E.030, la cual en su sección 1.3 indica que esta Filosofía consiste en:

1. Evitar pérdidas de vidas humanas.
2. Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
3. Minimizar los daños a la propiedad.

Es de interés que, de manera análoga a la práctica de diseño por sismo en otros países, la norma E.030 especifica que en sismos severos la estructura "no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podrían presentar daños importantes". Para cumplir con estos requisitos de seguridad y también con los de operación de la estructura, diversas normativas de diseño sismorresistente en el mundo, incluyendo la norma E.030, especifican solicitaciones sísmicas para el diseño, así como requisitos de diseño sísmorresistente de acuerdo con el material empleado para la estructura, por ejemplo si la estructura es de concreto armado, los requisitos están especificados en la norma E.060. Existe el interrogante de si el empleo de las normativas E.030 y E.060 pueda llevar a cumplir con los requisitos requeridos de seguridad y operación de la estructura durante terremotos.

En este trabajo se muestra que estas normativas llevan en algunos casos a un diseño de la estructura del lado de la inseguridad, si se considera el peligro sísmico observado en el Perú en el terremoto de Ica en 2007, o el del terremoto de Maule, Chile, en 2010. Además, se muestra la importancia no sólo de la resistencia de la estructura ante terremotos, sino también la importancia de la capacidad de deformación lateral de la estructura y de la reducción de desplazamientos laterales en estructuras. Se concluye que son necesarios cambios tanto en la norma E.030, como en la norma E.060, con el fin de mejorar la práctica de diseño sismorresistente en el Perú.

2 FUERZA CORTANTE BASAL DE DISEÑO

En lo que sigue, el coeficiente sísmico de diseño, C_{SD}, se define como la fuerza cortante basal de diseño calculado con las fuerzas reducidas, V_D, dividida por el peso total de la edificación, P. De acuerdo con la norma E.030, C_{SD} se expresa como:

$$C_{SD} = \frac{Z\,U\,C\,S}{R} \qquad (1)$$

donde Z, U, C y S son los factores de zona, de categoría de la edificación, de amplificación sísmica, y de amplificación del suelo, respectivamente. Además, el factor R, mayor que 1, es el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, y se expresa como:

$$R = R_o\, I_a\, I_p \qquad (2)$$

donde R_o es función del tipo de sistema estructural sismorresistente. Los parámetros I_a y I_p son los factores de irregularidad en altura y en planta (menores o iguales a 1), respectivamente. Los valores de los parámetros que definen a C_{SD} y R_o están especificados en la norma E.030. De la ecuación (1) se infiere que el coeficiente sísmico sin reducir, C_{Se}, ó coeficiente sísmico elástico de diseño, se puede expresar como:

$$C_{Se} = Z\,U\,C\,S \qquad (3)$$

Más adelante en este artículo se efectúan comparaciones entre los valores especificados por la norma E.030 para C_{Se} y los que se calcularían empleando algunos registros de aceleraciones de algunos terremotos importantes en Perú y Chile.

En lo que sigue se comentan los valores especificados por la norma E.030 (E.030, 2006) para el coeficiente de reducción R_o y los especificados por la norma ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010). Además, se comparan algunos requisitos para el diseño de elementos de concreto armado de las normas E.060 y ACI 318-14, que corresponderían a los valores de R_o especificados por las normas E.030 y ASCE/SEI 7-10.

La Fig 1 muestra de manera esquemática los valores de R_o especificados por la norma E.030 para sistema estructurales a base de pórticos, del sistema dual, o de muros estructurales, los cuales se definen con base en la relación V_M/V_b, donde de acuerdo con la Fig 1 el cortante basal en la estructura, V_b, es igual a la suma del cortante basal que contribuyen los muros, V_M, y el cortante basal que contribuyen los pórticos, V_F. De acuerdo con la norma E.060, el sistema estructural dual se divide en dos grupos, Dual Tipo I y Dual Tipo II, dependiendo de los valores de la relación V_M/V_b, Fig 1. Se debe observar que existe incongruencia entre la definición de sistemas con base en muros estructurales dados por las normas E.030 y E.060, ya que la primera norma define este tipo de sistema estructural como aquel donde V_M/V_b es igual o mayor que 70%, y la segunda norma cambia este límite al valor 80% o mayor. Es conveniente que esta incongruencia se resuelva en la futura norma E.060.

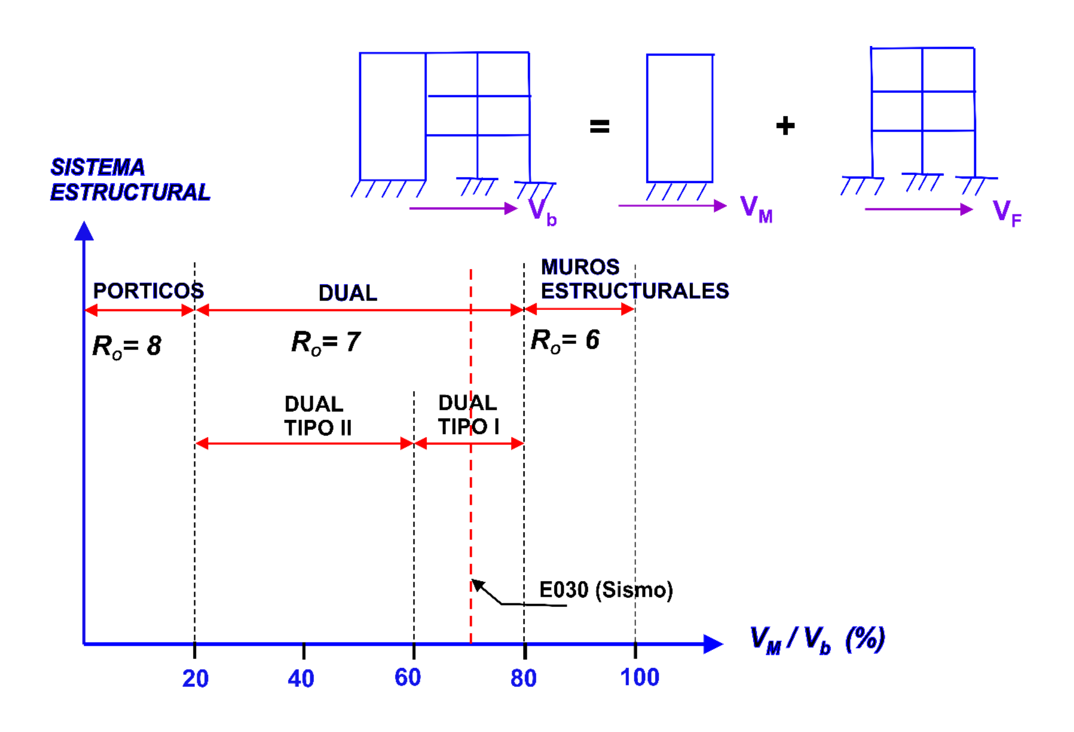


Figura 1. Sistemas estructurales y coeficientes de reducción R_o especificados por la norma E.030 y E.060.

Es de interés comparar algunos valores que la ASCE/SEI 7-10 y la norma E.060 especifican para R_o en los casos de sistemas estructurales simorresistentes de concreto armado. La Tabla 1 muestra un resumen de los valores de R_o especificados por la ASCE/SEI 7-10 para algunos sistemas estructurales sismorresistentes.

Tabla 1. Valores de Ro especificados por la ASCE/SEI 7-10

Sistema Estructural Sismorresistente			
Muros estructurales especiales	Dual con pórticos intermedios y muros ordinarios	Dual con pórticos y muros especiales	Pórticos especiales
5	5 1/2	7	8

Se debe observar que de acuerdo con la ASCE/SEI 7-10, en el caso de sistemas duales con R_o =7 se debe emplear pórticos y muros especiales, mientras que la norma E.060 especifica R_o =7 para el caso del empleo de sistemas duales con pórticos intermedios y muros ordinarios, como es el caso del sistema Dual Tipo

I, es decir la norma E.060 es menos conservadora que la ASCE/SEI 7-10. Los pórticos y muros especiales tienen un detallado del refuerzo riguroso, con el fin de mejorar su comportamiento durante terremotos, y sus requisitos de diseño están especificados en el Capítulo 18 del ACI 318-14, y son obligatorios en Estados Unidos en zonas de alta sismicidad. Estas en el caso del Perú serían las Zona 4 y 3 de la zonificación especificada por la norma E.030. Respecto al sistema Dual Tipo II, aun cuando la norma E.060 específica para este caso un mejor detallado del refuerzo comparado con el del sistema Dual Tipo I, por ser una normativa de hace varios años, no considera requisitos de detallado más exigentes como son los especificados por el ACI 318-14 para vigas, columnas y muros especiales.

Con base en estas observaciones, particularmente para la zonas de más alta sismicidad del Perú (zonas 3 y 4), se recomienda el empleo de un solo tipo de sistema dual, cuyos elementos estructurales cumplan con los requisitos de diseño de pórticos y muros especiales especificados por el ACI 318-14, con lo cual para sistemas duales se podría emplear R_o =7.

Una recomendación semejante se hace para el caso del diseño sismorresistente de sistemas a base de muros estructurales. En este caso, y para las zonas 3 y 4 del Perú, se recomienda el empleo de muros estructurales diseñados con los requisitos de muros especiales del ACI 318-14, los cuales son bastante más exigentes que los requisitos para muros estructurales de la actual norma E.060. De esta manera se podría emplear el valor 5 ½ para R_o. Se debe hacer énfasis que estos requisitos del ACI 318-14 para muros especiales se basan principalmente en el comportamiento observado de edificaciones de varios niveles a base de muros estructurales durante el terremoto en Chile con magnitud 8.8 del 27 de Febrero 2010.

3 PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION DE EDIFICIOS

Durante un terremoto, la respuesta de un edificio depende de manera importante del periodo fundamental de vibración del sistema estructural, por lo que es de interés conocer las características más importantes que definen a este periodo. Un ejemplo de estimación del periodo fundamental de edificios con fines de diseño sísmico, es el que especifica la norma E.030 para el análisis de un edificio con fuerzas estáticas equivalentes, la cual permite estimar el periodo fundamental T_o con la expresión:

$$T_o = \frac{H}{C_T} \qquad (4)$$

donde H es la altura total de la edificación, y para C_T la norma E.030 especifica valores que dependen del sistema sismorresistente del edificio, por ejemplo para edificios con muros estructurales de concreto armado y para edificios de concreto armado duales, C_T = 60. La ecuación (4) se puede interpretar de manera simplista considerando un edificio de n niveles con altura constante de entrepiso, h, con lo cual la altura H resulta igual a nh. Si empleamos el valor h=3m y C_T = 60, la ecuación (4) se puede escribir como:

$$T_o = \frac{n}{20} \qquad (5)$$

Este valor de T_o se ha medido también en vibraciones del tipo ambiental para edificios típicos chilenos a base de muros estructurales de concreto armado en la condición de inercias de secciones no agrietadas (Wallace y Moehle, 1992)).

Considerando la semejanza de edificios peruanos y chilenos, referente al empleo de muros estructurales de concreto armado, se llega a que el valor de T_o dado por la ecuación (4) de la normativa peruana, es el periodo fundamental considerando inercias de las secciones sin agrietar. Esto es congruente con los requisitos de análisis estructural de la sección 4.2 de la norma E.030, la cual especifica el empleo de inercias de las secciones sin agrietar.

Algunos estudios experimentales en mesa vibradora de un edificio a base de muros estructurales (Panagiotou et al., 2011), indican que el periodo inicial T_o correspondiente a secciones sin agrietar, aumenta como consecuencia del efecto de agrietamiento de secciones de los elementos estructurales debido a movimientos incluso de ruido ambiental. Además, en la ocurrencia de movimientos típicos sísmicos, este valor del periodo fundamental aumenta a medida que aumenta la intensidad del movimiento. La Fig 2 muestra valores medidos del periodo fundamental de un edificio de 7 niveles a base de muros estructurales de concreto armado ensayado en la mesa vibradora de la Universidad de California en San Diego, California (Panagiotou et al., 2011), estos valores empiezan desde el estado correspondiente a la estructura en su condición inicial sin agrietar, para el cual se midió T_o =0.51 s. Después de varios ensayes de movimientos en la mesa vibradora con amplitudes pequeñas del tipo ruido blanco, se llevó a cabo la medición del periodo fundamental, T, esta medición indicó el valor T=0.59 s. Los valores de T continuaron aumentando para intensidades crecientes de la excitación en la mesa vibradora, para el caso de sismos frecuentes el valor medido de T después de estos ensayes fue 0.88 s, es decir el periodo aumentó a 1.7 veces el valor medido en la condición de secciones sin agrietar, alcanzando el valor T=1.16 s. Después del último ensaye con el movimiento más intenso empleado, correspondiente a el sismo de diseño, Fig 2 (Panagiotou et al., 2011), el valor medido de T fue 1.16 s. La Tabla 2 muestra la relación entre el número de la medición del periodo efectuada y los cuatro movimientos sísmicos empleados en la mesa vibradora, los cuales en orden creciente de intensidad fueron los movimientos EQ1, EQ2, EQ3 y EQ4

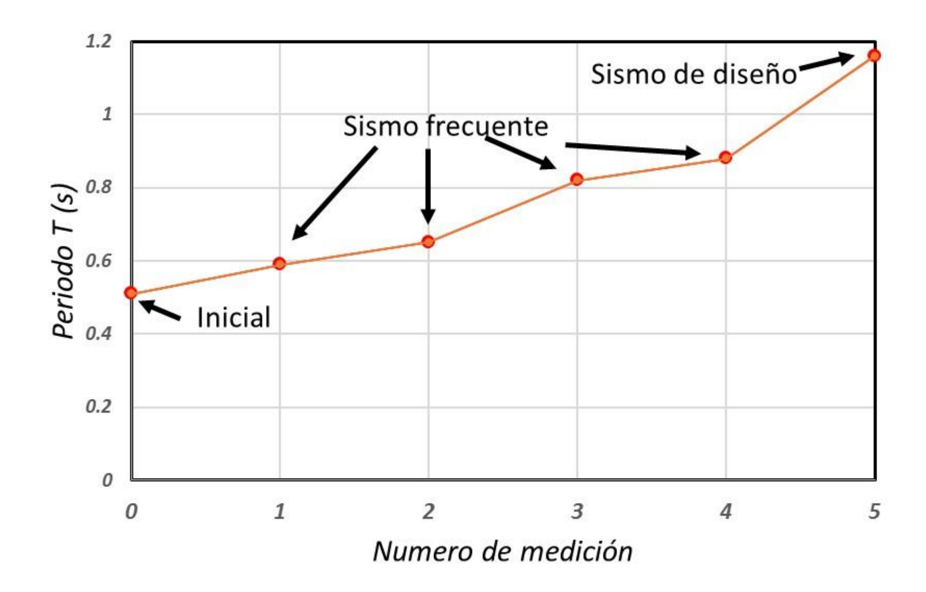


Figura 2. Resultados de las mediciones del periodo fundamental de un edificio de 7 niveles con muros de concreto reforzado durante ensayes en mesa vibradora (Panagiotou et al., 2011).

Tabla 2. Relación entre el número de medición y la condición de ensaye del edificio de 7 niveles estudiado (Panagiotou et al., 2011)

Numero de medición	Condición de ensaye
0	**Ruido blanco en estado inicial, T=0.51s, (I_g)**
1	**Ensayes de ruido blanco antes de EQ1, T=0.59s**
2	**Antes de EQ2, T=0.65s**
3	**Antes de EQ3, T=0.82s**
4	**Antes de EQ4, T=0.88s**
5	**Despues de EQ4, T=1.16s**

Los resultados anteriores muestran que después del primer movimiento sísmico en la mesa vibradora, EQ1, el cual fue el de más baja intensidad, el periodo fundamental aumentó alrededor de 30%. Para sismos frecuentes el periodo aumentó alrededor de 70%. Algunos autores (Shimasaki y Sozen, 1984) sugieren que el periodo fundamental efectivo, *T*, después del agrietamiento, corresponde a una reducción del 50% en la rigidez lateral, por lo que el periodo efectivo se puede considerar como:

$$T = \sqrt{2}\, T_o \qquad (6)$$

Los resultados de mediciones de la variación del periodo fundamental del edificio a base de muros estructurales de 7 niveles ensayado en la UCSD mostrada en la Fig 2, para sismos con intensidades crecientes, indica que en un país con actividad sísmica como es el caso del Perú, la hipótesis de rigideces laterales de edificios basados en la condición de secciones no agrietadas no es realista. Esta hipótesis llevaría a subestimar de manera importante no sólo el periodo fundamental efectivo de un edificio, sino también los desplazamientos laterales que se calculen. Esto se aprecia de manera gráfica en la Fig. 3, la que muestra el caso del espectro de desplazamientos, S_d, del registro Ica_NS del terremoto de Pisco de 2007, que se comenta más adelante. La Fig 3 muestra que para el caso de un periodo inicial, con secciones sin agrietar, T_0=1.5s, se tendría S_d = 0.2m, y si el periodo efectivo es T=2.5s se tendría S_d = 0.48m, es decir se estaría subestimando de manera considerable los desplazamientos espectrales.

Una solución parcial que emplea la normativa E.030 para corregir esta deficiencia de la hipótesis de secciones no agrietadas, es la de comparar los desplazamientos calculados con la estructura considerada no agrietada, con distorsiones de entrepiso permisibles ficticios, bastante más bajos que la capacidad de distorsión lateral de un edificio bien diseñado, como se muestra más adelante. Sin embargo, esta condición de diseño de subestimar la demanda de desplazamientos laterales y la capacidad de deformación lateral no es congruente con las características de un diseño sísmico racional.

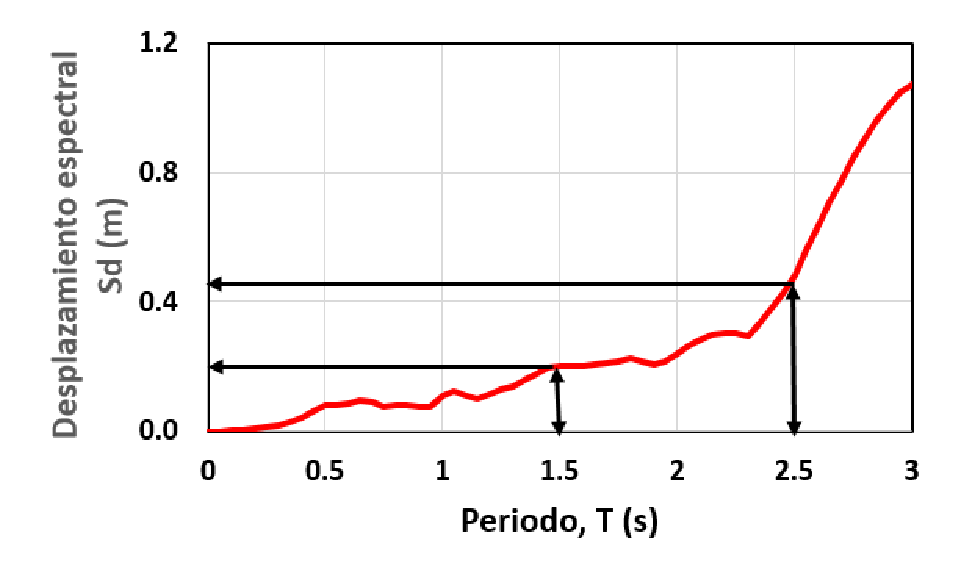


Figura 3. Valores de S_d para el periodo inicial T_0=1.5s y para T=2.5s.

4 INDICE DE RIGIDEZ LATERAL, DISTORSIÓN DE AZOTEA Y DE ENTREPISO EN EDIFICIOS

Algunos autores (Lagos et al. 2012; Rodríguez, 2015), han mostrado la importancia de la relación *H/T*, para estimar el probable comportamiento de un edificio durante terremotos. La relación *H/T*, la que en adelante se denomina índice de rigidez lateral, se relaciona de manera importante con los valores estimados de desplazamientos laterales de edificaciones como se muestra en lo que sigue.

La distorsión global o de azotea de un edificio, δ_u /H, donde δ_u es el valor de la demanda máxima de desplazamientos en un edificio debido al movimiento del terreno en un terremoto dado, se puede estimar de manera aproximada como:

$$\frac{\delta_u}{H} = \frac{\Gamma S_d}{H} \qquad (7)$$

donde Γ y S_d son el factor de participación y el desplazamiento espectral, respectivamente.

El factor Γ se pude estimar como (ASCE/SEI, 2016):

$$\Gamma = 1 + 0.5 z_s (1 - \frac{1}{n}) \qquad (8)$$

donde z_s es el coeficiente de modificación modal, y depende del tipo de sistema estructural sismorresistente. Para el caso de sistemas del tipo dual, y a base de muros estructurales, la ASCE/SEI 2016 especifica para z_s los valores 0.85 y 1, respectivamente.

Además, de manera análoga a la ecuación (5), el periodo efectivo de un edificio se expresa como:

$$T = \frac{n}{\lambda} \qquad (9)$$

donde λ tiene unidades de s^{-1}. Valores de λ en intervalo de a 8 a 10 s^{-1} se pueden considerar que representan las características de rigidez en edificios flexibles, que generalmente son los a base de pórticos. Es de interés que edificios a base de losa plana sin muros, como los que fueron afectados por el terremoto del 19 de Septiembre 1985 en la Ciudad de México, eran edificios extremadamente flexibles, con valores de λ cercanos a 5 s^{-1} (Rodríguez y Díaz, 1989). Para sistemas a base de muros estructurales como los de la práctica chilena un valor representativo para λ sería 15 s^{-1} (Lagos et al., 2012). El caso de sistemas duales estaría entre el caso de pórticos y el de muros estructurales. Con estas consideraciones, combinando las ecs (8) y (9), y el valor de z_s especificado por la ASCE/SEI 2016 para el caso de sistemas duales se tiene:

$$\Gamma = 1 + 0.42 (1 - \frac{1}{\lambda T}) \qquad (10)$$

Se puede generalizar la ecuación (7), para incluir en ella al índice de rigidez lateral, *H/T*, expresándola en la forma:

$$\frac{\delta_u}{H} = \frac{f_\xi \, \Gamma \, S_d}{\left(\frac{H}{T}\right) T} \qquad (11)$$

donde f_ξ es el factor de modificación de la respuesta del sistema 1GDL debido al efecto del amortiguamiento en la estructura. En este trabajo el factor f_ξ se considera igual a 1 para ξ=5%, donde ξ es la fracción de amortiguamiento crítico, y f_ξ tendría valores mayores que 1 para los casos de valores de ξ menores que 5%. Esto ha sido confirmado por Martinelli y Filipou (2009), quienes efectuaron análisis paso a paso no lineales del edificio de 7 niveles ensayado en la mesa vibradora de la UCSD por Panagiotou et al. (2011), y encontraron que el empleo de valores de ξ mayores que 2% llevó a subestimar los desplazamientos en el edificio estudiado. Esto indica que resultados de la respuesta calculada dinámica no lineal con valores de ξ iguales a 5% no se podrían considerar conservadores. Siguiendo la práctica usual, en este trabajo se emplea para ξ el valor 5%, es decir f_ξ =1; sin embargo, se debe tomar en cuenta que la demanda de desplazamientos en estructuras sometidas a terremotos que se obtienen en este estudio con este criterio podría estar subestimando los probables valores de estos desplazamientos.

La ecuación (11) muestra que el aumento de valores del índice de rigidez lateral disminuye los desplazamientos globales en un edificio, es decir se mejora el comportamiento estructural. Es útil relacionar este índice con el parámetro λ que interviene en la ecuación (9). Considerando que la altura *H* es igual a *nh* y con la ecuación (9), se obtiene:

$$\frac{H}{T} = \lambda \, h \qquad (12)$$

Considerando los valores de λ aquí comentados, las ecs (11) y (12) indican que el aumento de valores del índice de rigidez lateral, como es el caso del empleo de edificios a base de muros estructurales, lleva a reducir los desplazamientos laterales de un edificio, y por tanto a mejorar el comportamiento de edificios en terremotos.

4.1 Valores propuestos de los índices de rigidez *H/T* y *H/T*$_o$ para definir edificios flexibles y edificios rígidos

En este trabajo se efectúa un estudio paramétrico de probables valores de la distorsión δ_u /*H* y de la distorsión máxima de entrepiso, θ_u, en edificios cuando éstos responden a aceleraciones del terreno registradas en algunos terremotos. En este estudio se considera dos casos de edificios, flexibles y rígidos, los primeros serían los edificios a base de pórticos, y lo segundos a base de muros estructurales con densidades semejantes a las de la práctica chilena, con valores de λ iguales a 8 y 15, respectivamente. Con el fin de definir probables límites de λ para edificios flexibles y edificios rígidos, con el empleo de la ecuación (12), para *h* se consideran

los valores 2.5m y 3.3m, respectivamente. Con estos valores y la ecuación (12), para edificios flexibles el valor representativo de *H/T* sería:

$$\frac{H}{T} = 8s^{-1} * 2.5m = \ 20 \ m/s$$

Para edificios rígidos se emplearía:

$$\frac{H}{T} = 15s^{-1} * 3.3m = \ 50 \ m/s$$

Es de interés obtener los valores del índice de rigidez lateral expresado en función del valor estimado del periodo fundamental obtenido con secciones no agrietadas, T_o, es decir $H/\ T_o$. Este índice considerando secciones no agrietadas se encuentra empleando la ecuación (6), lo que lleva a:

$$\frac{H}{T_o} = \sqrt{2}\,\frac{H}{T} \approx \frac{3}{2}\frac{H}{T} \qquad (13)$$

Por lo tanto en términos del índice $H/\ T_o$, de acuerdo con la ecuación (13) los valores de este índice para edificios flexibles sería $H/\ T_o$ =20m/s*1.5=30m/s, y para edificios rígidos, $H/\ T_o$ =50m/s*1.5=75m/s. Posteriormente se muestra las ventajas de emplear edificios rígidos cuyas distorsiones de entrepiso, calculadas con el periodo efectivo, no superen el valor 2%.

4.2 Valores del índices de rigidez H/T_o calculados para edificios en Chile y en Lima

La Fig 4 muestra resultados para la relación entre *H* y el periodo fundamental considerando secciones no agrietadas, T_o, obtenidos por Guendelman y Lindenberg (2010) del análisis elástico de 2622 edificios chilenos,. De la Fig 4 se puede deducir posibles valores representativos del índice H/T_o relacionados con los casos de edificios flexibles y edificios rígidos, los que como se ha mostrado se suponen están relacionados con los valores 30m/s y 75m/s, respectivamente. Estos casos se identifican en la Fig 4 con líneas gruesas. Estos resultados indican que un número importante de los casos de edificios chilenos estudiados por Guendelman y Lindenberg (2010), estarían entre los casos de edificios flexibles y rígidos que aquí se han definido.

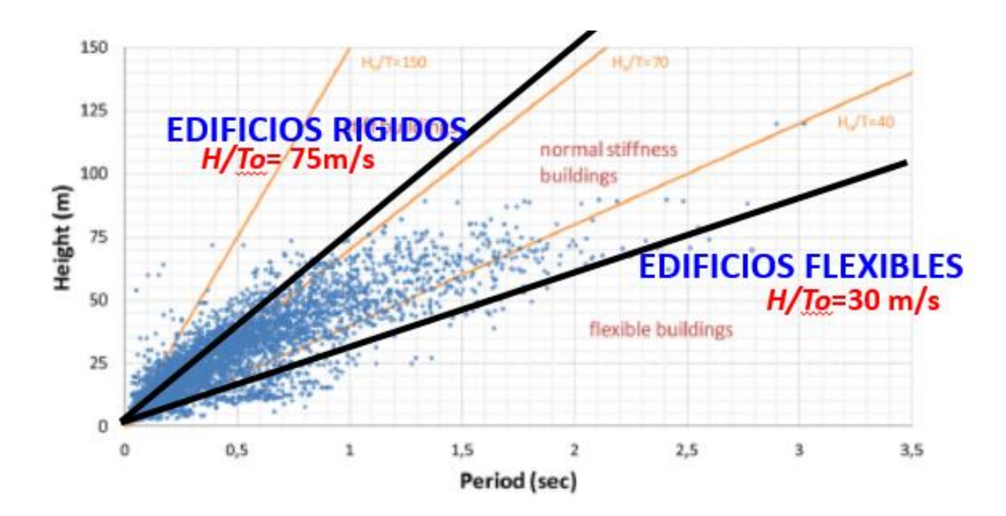


Figura 4. Relación entre H y valores calculados de T_o para edificios en Chile según Guendelman y Lindenberg (2010), y valores de H/T_o para edificios flexibles y rígidos.

Como muestra la Fig 5, con base en el análisis de algunos casos estudiados de edificios construidos en Lima en el suelo tipo *S*1 (Cabrera, 2017), se puede afirmar que los valores seleccionados de H/T_o para edificios flexibles y rígidos, también serían representativos de la práctica de diseño sismorresistente en el Perú.

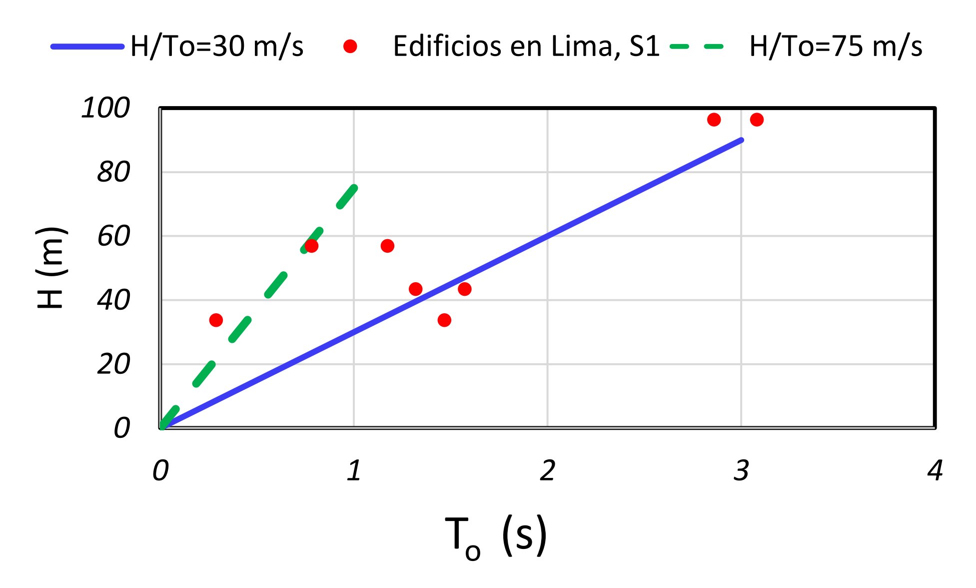


Figura 5. Relación entre *H* y valores calculados de T_o para edificios en Lima según Cabrera (2017), y valores de H/T_o para edificios flexibles y rígidos.

4.3 Estimación de la distorsión de entrepiso, θ_u, para el estudio paramétrico efectuado

El cómputo de la distorsión de entrepiso θ_u, para los casos del estudio paramétrico en este trabajo, se llevó a cabo con procedimientos aproximados con base en la respuesta sólo del primer modo. De acuerdo con Panagiotou y Restrepo (2011), para un edificio con muros estructurales, para la condición de desplazamiento en el último nivel en la condición de fluencia en el edificio, δ_y, la distorsión máxima de entrepiso, θ_y, considerando la forma modal del primer modo, se obtiene como:

$$\theta_y = \frac{15}{11}\frac{\delta_y}{H} \qquad (14)$$

Esta relación entre la distorsión de azotea y la de entrepiso en la condición de fluencia, en este trabajo se extrapola para la respuesta dinámica no lineal del edificio, lo cual lleva a la siguiente expresión aproximada:

$$\theta_u = 1.4\frac{\delta_u}{H} \qquad (15)$$

En este trabajo, en la ecuación (15) la distorsión δ_u /H se obtiene con el empleo de la ecuación (11) para los casos de edificios flexibles y rígidos, y con la ecuación (10) para Γ, como se muestra en lo que sigue.

5 ANALISIS APROXIMADO DE LOS VALORES DE DEMANDAS DE C_{Se}, S_d Y θ_u, QUE SE OBTENDRÍAN EN EDIFICIOS CON EL EMPLEO DE LA NORMA E.030, Y VALORES ESTIMADOS DE ESTAS DEMANDAS EN ALGUNOS TERREMOTOS

En esta parte del trabajo se obtienen valores de parámetros que ayudan a estimar el probable comportamiento sísmico de edificaciones en terremotos futuros en el Perú, tales como el coeficiente sísmico elástico, C_{Se}, el desplazamiento espectral, S_d, y la distorsión de entrepiso, θ_u. Con el empleo de los procedimientos aproximados ya descritos para la estimación de valores de los parámetros C_{Se}, S_d y θ_u, se efectúa una comparativa entre los valores que se obtendrían con el empleo de la norma E.030, así como con el empleo de registros de aceleraciones obtenidos en los terremotos de Pisco el 15 de Agosto 2007, y en el terremoto de Chile el 27 de Febrero 2010.

5. 1 Análisis para el registro de aceleraciones obtenidos en Ica en el terremoto de Pisco 2007

Para este análisis se empleó el registro ICA_NS, el cual se obtuvo en un suelo con velocidad de onda de corte de 300 m/s (Aguilar, 2013), por lo que de acuerdo con la norma E.030 este suelo se clasifica como S2. La Fig 6 muestra este registro.

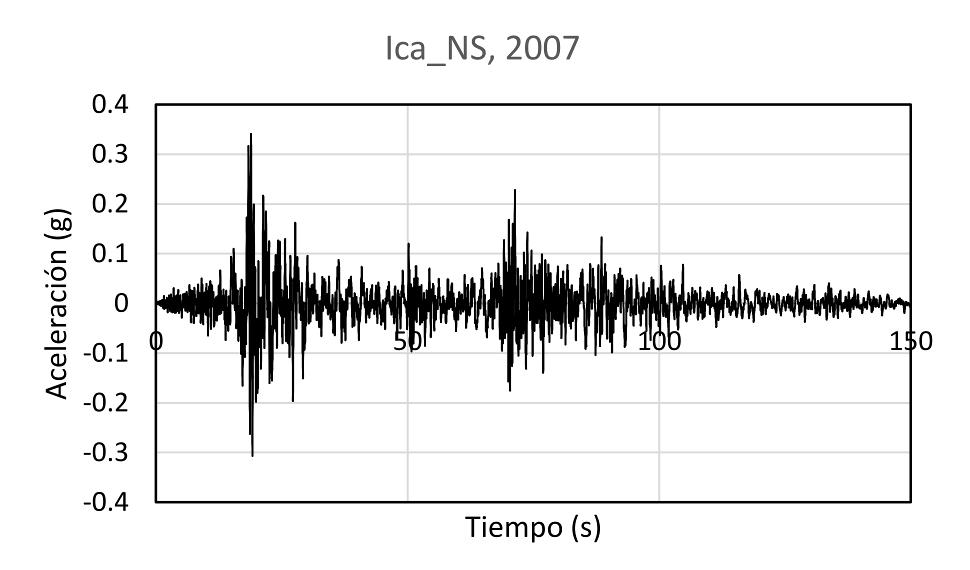


Figura 6. Registro de aceleraciones Ica_NS del terremoto del 15 de Agosto 2007

La Fig 7 muestra resultados del cómputo del espectro de coeficiente sísmico elástico C_{Se}, obtenido de acuerdo con la norma E.030 para el caso de la zona del Perú de más alta sismicidad, Zona 4, suelo tipo S2, así como el espectro elástico de pseudo-aceleraciones para este registro, calculado para ξ=5%, y expresados como fracción de la gravedad. La Fig 8 muestra resultados de desplazamientos espectrales obtenidos con el empleo de la norma E.030, así como para el registro Ica_NS. Como se aprecia en las Figs 7 y 8, para periodos mayores que alrededor de 2s, las demandas espectrales de coeficientes sísmicos y de desplazamientos calculados para el registro Ica_NS son mayores que las estimadas de acuerdo con la norma E.030.

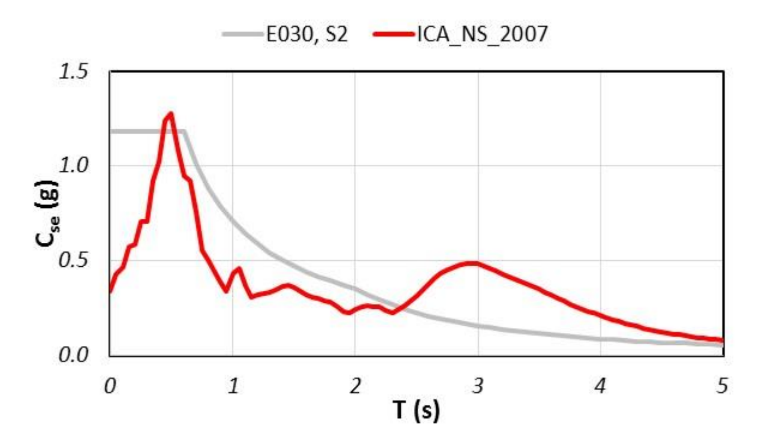


Figura 7. Espectros de coeficientes sísmicos elásticos de acuerdo con la norma E.030 y para el registro Ica_NS del terremoto del 15 de Agosto 2007.

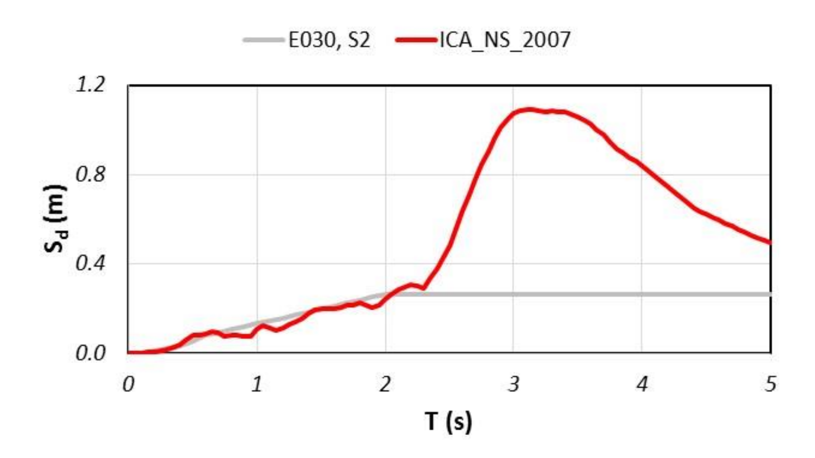


Figura 8. Desplazamientos espectrales elásticos de acuerdo con la norma E.030 y para el registro Ica_NS del terremoto del 15 de Agosto 2007.

La Fig 9 muestra resultados obtenidos para predicción de la distorsión de entrepiso θ_u con la norma E.030 y con el empleo del registro Ica_NS para el caso de edificios flexibles (*H/T*=20 m/s). La Fig 10 muestra resultados semejantes, pero para el caso de edificios rígidos (*H/T*=50 m/s). Según la norma E.030, el límite de distorsión de entrepiso para la condición de secciones no agrietadas en edificaciones de concreto armado es 0.7%, si se considera que la rigidez con secciones agrietadas es el doble de la rigidez calculada con secciones agrietadas (Shimasaki y Sozen, 1984), este límite para la condición de secciones agrietadas sería 2*0.7%≈ 1.5%. Este límite se indica en las Figs 9 y 10 con la línea punteada identificada como E.030, I_{cr}.

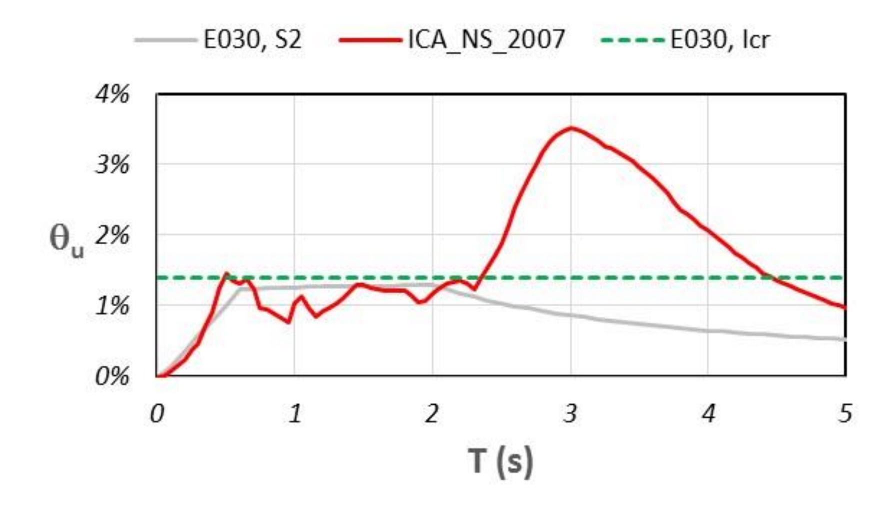


Figura 9. Distorsiones de entrepiso, θ_u, de edificios flexibles (*H/T* =20 m/s), calculadas para el registro Ica_NS y con la norma E.030 para suelo S2, Zona 4.

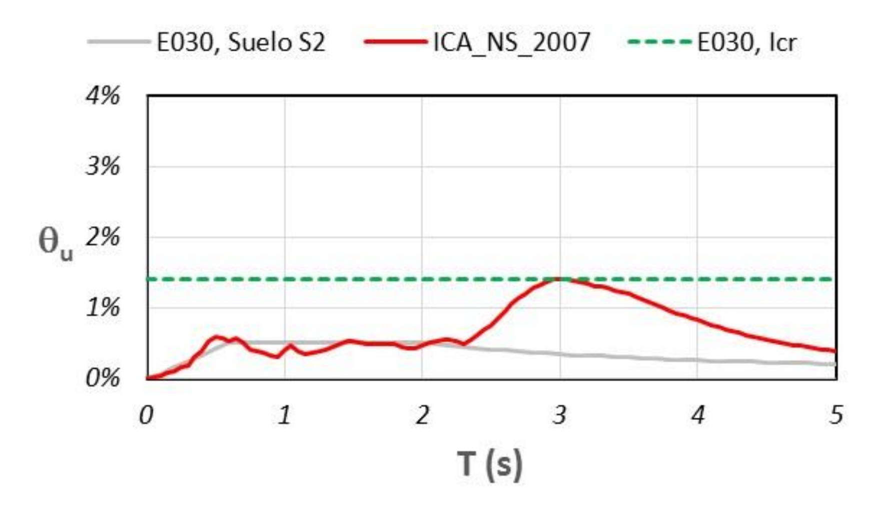


Figura 10. Distorsiones de entrepiso, θ_u, de edificios rígidos (*H/T*=50 m/s), calculadas para el registro Ica_NS y con la norma E.030 para suelo S2, Zona 4.

Los resultados de las Figs 9 y 10 indican que para periodos mayores que 2s, los valores estimados de la distorsión de entrepiso, θ_u, para el caso del empleo del registro Ica_NS, son mayores que los calculados empleando los requisitos de la norma E.030 para el caso del tipo de suelo donde se obtuvo dicho registro, tanto para el caso de edificios flexibles como para el caso de edificios rígidos. Además, estos resultados muestran que si el objetivo de la norma E.030 para el caso de secciones no agrietadas es limitar la distorsión máxima de entrepiso con el valor 0.7% (1.5% para secciones agrietadas), este objetivo no se cumpliría para el caso de edificios flexibles en la zona de periodos efectivos en el intervalo entre 2s y 4.5s, Fig 9. Esto indica que para cumplir con los límites de la distorsión de entrepiso especificados por la norma E.030, en un intervalo amplio de periodos no sería posible emplear edificios a base de pórticos en las zona sísmicas del Perú que se estudia en este trabajo. Para el caso de edificios con muros estructurales, como se comenta más adelante, con base en resultados experimentales se recomienda el valor 2% como valor máximo de la distorsión de entrepiso en estos edificios, especialmente para aquellos con secciones asimétricas. Como se aprecia en la Fig 10, el empleo de muros estructurales en edificios permite limitar la demanda de distorsiones de entrepiso con valores menores que el valor límite recomendado de 2%.

Estos resultados muestran que límite de demanda de distorsión de entrepiso de la norma E.030 es adecuado para terremotos como el de Pisco en 2007, porque lleva a la necesidad de emplear edificios rígidos, con lo cual se logra reducir de manera significativa la demanda de desplazamientos en terremotos, como lo fue el caso de este terremoto. Sin embargo, en el caso del diseño sísmico de edificios con aislamiento en la base, el espectro de desplazamientos especificado por la noma E.030 estaría subestimando los valores de desplazamientos espectrales si se considera el registro Ica_NS que aquí se estudia. En lo que sigue se revisa si estas conclusiones también son aplicables al caso del diseño de

edificaciones en el Perú cuando se considera el terremoto del 27 de Febrero 2010 en Chile.

Se debe mencionar que de manera simplista, en este estudio se considera que los desplazamientos elásticos son iguales a los inelásticos, lo que en algunos casos podría ser conservador, debido a que en suelos que no son firmes los desplazamientos inelásticos pueden ser menores que los elásticos.

5.2 Análisis para el registro de aceleraciones obtenidos en Concepción en el terremoto de chile del 27 de Febrero 2010.

Para este análisis se empleó el registro CON_1 del terremoto de Chile el 27 de Febrero 2010, el cual se obtuvo en el centro de Concepción, en un suelo con una velocidad de onda de corte en los primeros 30 m con un valor igual a 230 m/s (Boroscheck et al., 2012). La norma E.030 considera que suelos con velocidades promedios de ondas de corte en el intervalo de 180 m/s y 500 m/s corresponden a suelos tipo S2, y valores para esta velocidad menores que 180 m/s corresponden a suelos tipo S3. Dado que el valor de 230 m/s para el suelo del registro CON_1 está más cercano al límite 180 m/s para suelos tipo S3, en este trabajo para el empleo de la norma E.030 y el registro CON_1, se considera de manera conservadora que el suelo de este registro se clasifica como tipo S3. La Fig 11 muestra este registro.

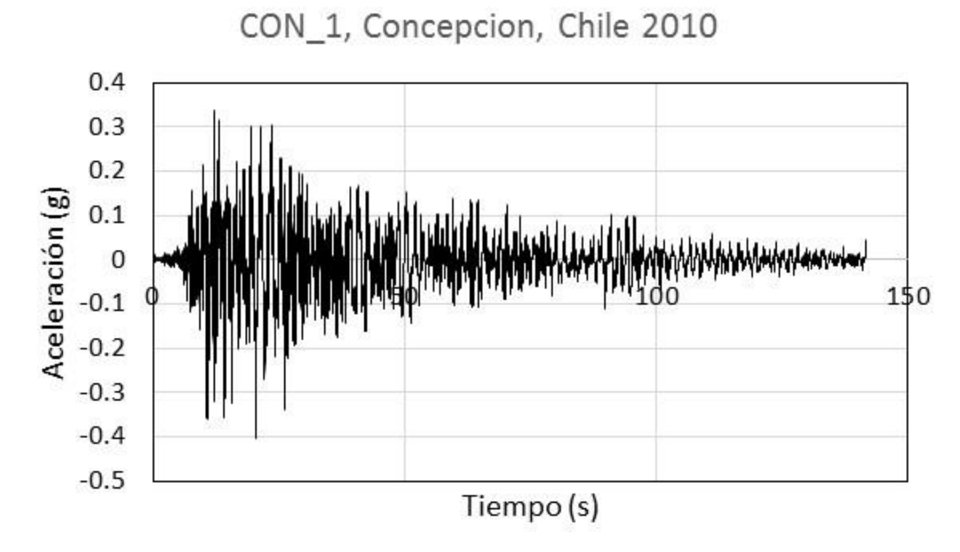


Figura 11. Registros de aceleraciones CON_1 en Concepción Centro, terremoto de Chile del 27 de Febrero 2010.

El terremoto de Chile de 2010 mostró la necesidad de un detallado adecuado de las secciones críticas de muros estructurales en edificios, particularmente para densidades de muros menores que las típicas empleadas antes del terremoto de Marzo 1985 en el mismo país. Esta experiencia es particularmente importante para el Perú porque también se emplea muros estructurales de concreto armado como parte del sistema estructural

sismorresistente en edificios. Se puede argumentar que para el estudio del posible comportamiento sísmico de edificios en el Perú, no es correcto emplear algún registro de Chile por corresponder a peligros sísmicos de diferentes lugares. Sin embargo, experiencias en terremotos como los ocurridos en Christchurch, Nueva Zelanda, en 2010 y 2011, y recientemente el ocurrido en México el 19 de Septiembre de 2017, muestran las debilidades de los procedimientos actuales para definir el peligro sísmico de una región. En estos terremotos en Nueva Zelanda, en un periodo de 6 meses ocurrieron tanto el terremoto de diseño esperado para un periodo de retorno de 500 años, como el terremoto de diseño esperado para un periodo de retorno de 2500 años (EERI, 2011). Esta incertidumbre en la predicción del peligro sísmico también ha sido observado por ejemplo en los terremotos de Mexico 1985 y Chile 2010 (Rodríguez, 2016), así como en el del 19 de Septiembre de 2017 en México.

Chile y Perú comparten la misma placa tectónica, la placa de Nazca, que origina los terremotos importantes de subducción en ambos países, y aun cuando la frecuencia de ocurrencia de terremotos fuertes en Chile es mayor que la observada en el Perú, no es posible afirmar con certeza que un terremoto como el de Chile el 27 de Febrero de 2010 no podría ocurrir en el Perú. Con base en este argumento, en este trabajo se emplea el registro de aceleraciones CON_1 obtenido en Concepción, que es la ciudad donde ocurrieron mayores daños estructurales en edificios en el terremoto de Febrero 27, 2010. Con los mismos procedimientos empleados en la sección anterior para el análisis del registro Ica_NS, con el registro CON_1 se calcularon valores del coeficiente sísmico elástico, C_{Se}, del desplazamiento espectral, S_d, y de la distorsión de entrepiso, θ_u, que tendrían edificios flexibles y rígidos. Con estos mismos procedimientos, estos parámetros también se calcularon empleando los requisitos de diseño de la Norma E.030 para la Zona 4 (de más alta intensidad) como se muestra en lo que sigue.

La Fig 12 muestra resultados del cómputo del espectro de coeficiente sísmico elástico C_{Se}, obtenido de acuerdo con la norma E.030 para el caso de zona del Perú de más alta sismicidad, Zona 4, para el suelo tipo S3, así como el espectro elástico de pseudo-aceleraciones para el registro CON_1, calculado para ξ=5%, y expresados como fracción de la gravedad. La Fig 13 muestra resultados de desplazamientos espectrales obtenidos con el empleo de la norma E.030, así como para el registro CON_1. Como se aprecia en las Figs 12 y 13, para periodos mayores que 1.5s, las demandas espectrales de coeficientes sísmicos y de desplazamientos calculados para el registro CON_1 son mayores que las estimadas de acuerdo con la norma E.030.

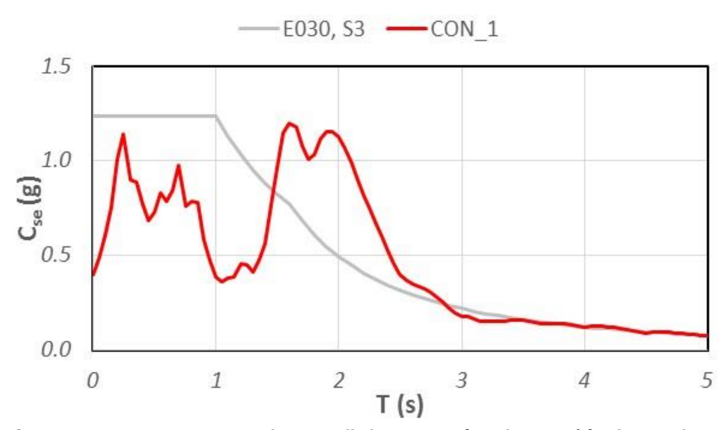


Figura 12. Espectros de coeficientes sísmicos elásticos de acuerdo con la norma E.030 y para el registro CON_1 del terremoto de Chile el 27 de Febrero 2010.

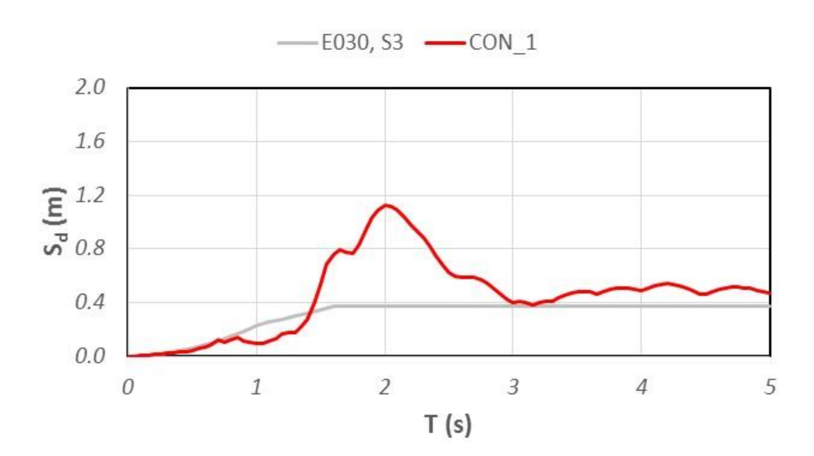


Figura 13. Desplazamientos espectrales elásticos de acuerdo con la norma E.030 y para el registro CON_1 del terremoto de Chile el 27 de Febrero 2010.

La Fig 14 muestra resultados obtenidos para predicción de la distorsión de entrepiso θ_u calculada con los requisitos de la norma E.030 y con el empleo del registro CON_1 para el caso de edificios flexibles (*H/T*=20 m/s). La Fig 15 muestra resultados del mismo tipo, pero para el caso de edificios rígidos (*H/T*=50 m/s). El límite de la distorsión de entrepiso de 1.5%, anteriormente comentado como valor especificado de manera indirecta por la norma E.030 para el análisis con secciones agrietadas, se indica en las Figs 14 y 15 con la línea punteada identificada como E.030, I_{cr}.

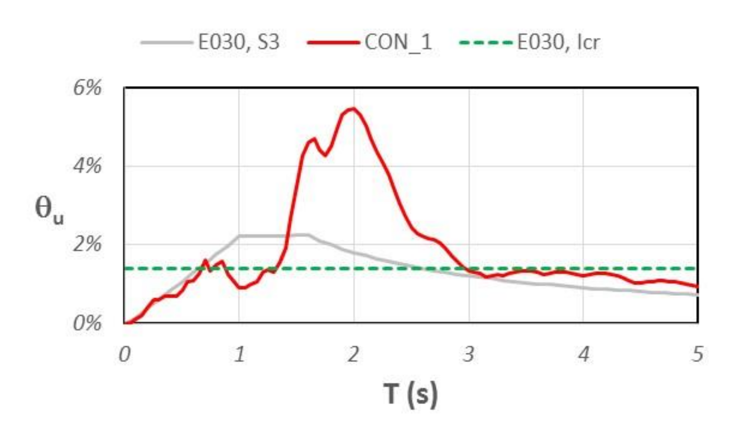


Figura 14. Distorsiones de entrepiso, θ_u, de edificios flexibles (*H/T*=20 m/s), calculadas para el registro CON_1 y con la norma E.030 para suelo S3, Zona 4.

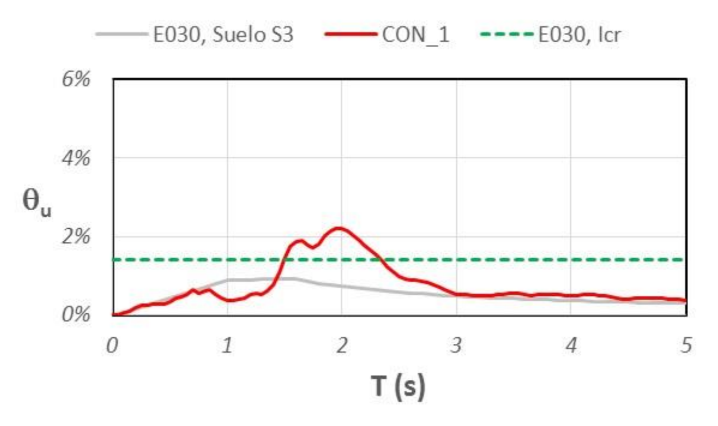


Figura 15. Distorsiones de entrepiso, θ_u, de edificios rígidos (*H/T*=50 m/s), calculadas para el registro CON_1 y con la norma E.030 para suelo S3, Zona 4.

Los resultados de las Figs 14 y 15 son cualitativamente comparables con los valores calculados para el registro Ica_NS, con la diferencia de que las demandas máximas de distorsiones para este último registro se ubican en la zona de periodos alrededor de 3 *s*, y en el caso del registro CON_1 las demandas máximas corresponden a la zona de periodos alrededor de 2 s.

Los resultados de las Figs. 14 y 15 indican que para periodos efectivos en el intervalo alrededor de 1.5 *s* a 2.5 *s*, los valores estimados de la distorsión de entrepiso, θ_u, tanto en edificios flexibles como en edificios rígidos que responden al registro CON_1, s, son mayores que los calculados con la norma E.030 considerando el caso de suelo S3; sin embargo, las diferencias son menores para el caso de edificios rígidos.

Estos resultados muestran que si el objetivo de la norma E.030 para el caso de secciones no agrietadas es limitar la distorsión máxima de entrepiso con el valor

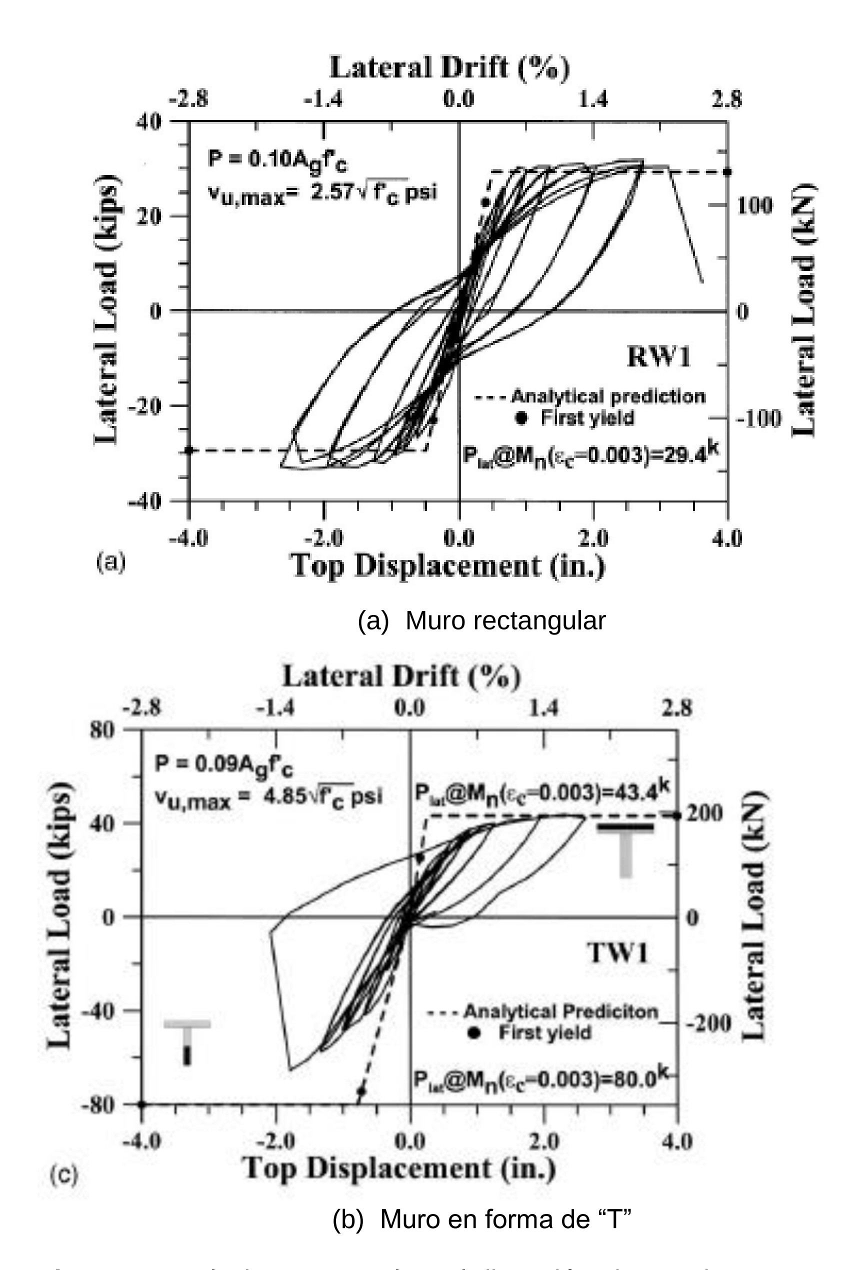
0.7% (1.5% para secciones agrietadas), este objetivo no se cumpliría para el caso de edificios flexibles en la zona de periodos efectivos mayores que 1.5 s, Fig. 14. Además, para este tipo de edificios, en un intervalo amplio de periodos se requeriría que tengan capacidades de distorsión de entrepiso no solo mayores que 1.5%, sino también en algunos casos cercanos al valor 6%, Fig. 14, para los cuales se tendría que los efectos de segundo orden lleven al colapso a edificios flexibles. Esto indica que no sería posible emplear edificios a base de pórticos en el Perú, en las zonas sísmicas en estudio, lo que es congruente con la práctica de diseño sismorresistente en el Perú.

En el caso de edificios rígidos, la Fig 15 muestra que para periodos efectivos en el intervalo 1.5 s a 2.5 s, se alcanza una demanda máxima de distorsión de entrepiso cercana al valor 2%, que supera el valor límite 1.5% especificado por la norma E.030. Esto indica que para no superar este límite de distorsión de entrepiso de 2%, en este intervalo de periodos, en el Perú se tendría que emplear densidades de muros estructurales comparables a los de la práctica chilena.

6 CAPACIDAD DE DEFORMACION LATERAL DE MUROS DE CONCRETO ARMADO

Es de importancia definir distorsiones aceptables en muros estructurales con base en el comportamiento observado de muros estructurales de concreto armado ensayados con cargas laterales que simulan acciones sísmicas. La Fig 16 (Thomsen y Wallace, 2004) muestra resultados de este tipo, y corresponden a las relaciones carga lateral versus la distorsión del extremo del muro respecto a su base. La Fig 16 (a) corresponden a resultados para un muro rectangular, mientras que la Fig 16 (b) corresponde al caso de un muro en forma de "*T*". Se debe mencionar que estos muros tuvieron refuerzo transversal en sus bordes diseñados de acuerdo con los requisitos del ACI 318-99 (Thomsen y Wallace, 2004), los cuales se pueden considerar comparables a los requisitos de la norma vigente E.060 (E.060, 2009). Los resultados de estas figuras muestran que el muro rectangular alcanzó una capacidad de distorsión de su extremo superior igual a alrededor de 2%, y el muro en forma en "T" esta capacidad fue cercana al valor 1.5%. Empleando la ecuación (15), estos valores corresponderían a distorsiones máximas de entrepiso de 2.8% y 2.1%, para un muro rectangular y en forma de "T", respectivamente. Estos resultados indican que es recomendable emplear edificios rígidos cuyas distorsiones de entrepiso calculadas con el periodo efectivo no sean mayores que 2%.

Considerando que los requisitos de diseño del ACI 318-14 para el caso de muros estructurales especiales son más exigentes que los del ACI 318-99, empleado en el diseño de los especímenes estudiados por Thomsen y Wallace (2004), el valor de capacidad de distorsión de entrepiso máxima recomendado estaría subestimada si los muros se diseñan de acuerdo con el ACI 318-14; sin embargo, esta reserva de capacidad sería conveniente en el caso de que en el Perú ocurran terremotos como el de 2010 en Chile.



(a) Muro rectangular

(b) Muro en forma de "T"

Figura 16. Relaciones carga lateral-distorsión observadas en ensayes de muros. (a) Caso de un muro rectangular, (b) Caso de un muro en forma de "*T*" (Thomsen y Wallace, 2004).

Los valores obtenidos de la predicción de distorsiones globales de edificios, mostrada en el análisis de los registros Ica_NS y CON_1 que se describen en este trabajo, indican que solo los edificios con muros estructurales, con densidades de muros comparables a las de la práctica chilena, tendrían demandas máximas de distorsión de entrepiso aceptables, menores que 2%. En general estas demandas serían menores que las capacidades de distorsión observadas en muros de concreto armado en estudios experimentales.

7 RECOMENDACIONES

En este trabajo se analiza el posible comportamiento de edificaciones en el Perú diseñadas por sismo de acuerdo con las normativas vigentes en el país. De este estudio se obtuvieron las siguientes recomendaciones.

1. El comportamiento dinámico de edificaciones en terremotos queda mejor caracterizado si se emplea el periodo efectivo de la estructuras, ya que durante un terremoto es altamente probable que las secciones de miembros estructurales estén agrietadas. Ensayes en mesa vibradora descritos en este artículo son congruentes con lo anterior. La norma por sismo E.030 específica para el análisis el empleo de secciones sin agrietar, por lo que se recomienda que para el análisis se empleen secciones agrietadas, especificando en este caso una distorsión límite de entrepiso igual a 1.5%.

2. Se obtuvieron espectros elásticos de pseudo-aceleración y de desplazamientos para registros obtenidos en el terremoto de Pisco en 2007 y para el de Concepción, en la zona de más daños observados en el terremoto de Chile del 27 de Febrero 2010. Estos resultados se compararon con los espectros de coeficientes sísmicos elásticos y de desplazamiento que se obtendrían siguiendo el procedimiento especificado por la norma E.030 y empleando la clasificación de esta norma para el tipo de suelo donde se obtuvieron los registros. De esta comparativa se concluye que la norma E.030 subestima la demanda del coeficiente sísmico elástico de diseño y de desplazamientos espectrales elásticos en edificaciones con periodos mayores que 2s para el terremoto de Pisco 2007, y para periodos mayores que 1.5s en el caso del análisis con el registro de Concepción del terremoto de Chile 2010. Se recomienda revisar la norma de Sismo E.030 (2017), para tomar en cuenta estos resultados.

3. Se proponen valores de un índice de rigidez lateral que definen el caso de edificios rígidos, con una buena densidad de muros estructurales de concreto armado, comparables a los de la práctica chilena, y para el caso de edificios flexibles, como son los edificios a base de pórticos o con muy pocos muros estructurales.

4. Considerando la capacidad de distorsión lateral observada en ensayes experimentales ante cargas laterales de muros de concreto armado, se concluye que para el caso de edificios con muros estructurales que responden a los registros empleados en este estudio, las demandas de distorsión de entrepiso pueden ser menores que las capacidades de esta distorsión si se emplea una densidad de muros estructurales de concreto armado, comparables a los de la práctica chilena. Con base en estos resultados, se recomienda el empleo de este tipo de edificios rígidos en el Perú.

5. En el caso de estructuras a base de pórticos, los resultados de la predicción de la demanda de distorsión de entrepiso para los registros considerados, muestra que en ciertos intervalos de periodos, estas demandas son mayores que la probable capacidad de distorsión de entrepiso, aun cuando se

empleen requisitos de diseño sísmico de elementos estructurales más exigentes que los de la norma E.060, como son los requisitos del ACI 318-14 para elementos estructurales especiales. Estos intervalos de periodos críticos son mayores que 2s para el caso del registro del terremoto de Pisco 2007, y mayores que 1.5s para el caso del registro de Concepción del terremoto de Chile 2010. En estos intervalos de periodos, para estos registros las demandas de distorsión de entrepiso son considerables, particularmente para el caso del registro CON_1, y son mayores que las posibles capacidades de distorsión de entrepiso. Esto justifica la práctica en el Perú de no construir edificios a base de pórticos en zonas sísmicas, los que en diversos terremotos en el mundo han mostrado que son susceptibles a colapsos o a daños severos (Fintel, 1995). Esto indica que la práctica en el Perú de emplear muros estructurales en edificios es adecuada; sin embargo, se recomienda que tanto estos muros, como vigas y columnas en el caso del sistema dual, se diseñen con los requisitos del ACI 318-14 para elementos estructurales especiales.

6. Debido a incertidumbres en la predicción de fuerzas sísmicas de diseño, en diversos terremotos en el mundo, incluyendo el reciente en México el 19 de Septiembre de 2017, se ha observado que las demandas sísmicas especificadas por normativas de construcción han sido superadas por las demandas observadas en edificaciones en estos terremotos, causando en algunos casos el colapso o daño severo en estas edificaciones. Esto indica la importancia no sólo de la resistencia de la estructura ante terremotos, sino también la importancia de la capacidad de deformación lateral de la estructura y de la reducción de la demanda deformaciones por sismo, lo que es posible mejorar con un detallado de refuerzo adecuado de las secciones críticas de elementos estructurales, así como con el empleo de estructuras rígidas con configuraciones regulares en planta y elevación, entre otras consideraciones. Para mejorar este detallado del refuerzo, respecto al especificado por la actual norma de Concreto E.060 (E.060, 2009), se recomienda incorporar en esta norma los requisitos para elementos estructurales especiales del ACI 318-14. Además, con base en los resultados de este estudio se recomienda emplear valores de la reducción de fuerzas sísmicas elásticas congruentes con el tipo de estructura y detallado del refuerzo en ellas. Para ello son necesario cambios en la norma vigente de Concreto E.060.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece al Profesor Jose I. Restrepo de la Universidad de California, San Diego, por sus comentarios a este trabajo, los que contribuyeron a mejorarlo.

REFERENCIAS

1. ACI Committee 318-14 (ACI 318, 2014), “Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-14)”. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, Estados Unidos.
2. ASCE/SEI 7-10, (2010), “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”, American Society of Civil Engineers. Estados Unidos.

3. ASCE/SEI 7-10, (2016), "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", American Society of Civil Engineers. Estados Unidos.
4. Aguilar Z. (2013). Comunicación personal.
5. Boroschek R., Contreras V., Kwak D. Y., y Stewart P., (2012), "Strong Ground Motion Attributes of the 2010 Mw 8.8 Maule, Chile, Earthquake", *Earthquake Spectra*, 28 (S1), S19-S38 .
6. Cabrera, H. (2017). Comunicación personal.
7. EERI (2011), "The M 6.3 Christchurch, New Zealand, Earthquake of February 22, 2011", *EERI Special Earthquake Report*, pp. 1-16.
8. Fintel, M. (1995). "Performance of Buildings with Shear Walls in Earthquakes of the Last Thirty Years", *PCI Journal*, 62-80.
9. Guendelman T., y Lindenberg J. (2010). "Cambio en Solicitaciones Sísmicas en Edificios", *Seminario Efectos del Terremoto en el Nuevo Diseño Sísmico y Estructural en Chile*", ICH.
10. Lagos R., Kupper M., Lindenberg J., Bonelli P., Saragoni R., Gueldelman T., Massone L., Boroschek R., y Yanez F., (2012), "Seismic Performance of High-Rise Concrete Buildings in Chile", *International Journal of High-Rise Buildings,* 1:3, 181-194
11. Martinelli, P., y Filippou, F., (2009), "Simulation of the shaking table test of a seven-story shear wall building", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics,* 38, 587-607.
12. Panagiotou M., Restrepo J. y Conte J., (2011), "Shake-Table Test of a Full-Scale 7-Story Building Slice, Phase I: Rectangular Wall. *Journal of Structural Engineering,* Vol. 137, No 6.
13. Panagiotou M. y Restrepo J. (2011), "Displacement-Based Method of Analysis for Regular Reinforced-Concrete Wall Buildings: Application to a Full-Scale 7-Story Building Slice Tested at UC-San Diego. *Journal of Structural Engineering,* Vol. 137, No 6.
14. Rodríguez M.E. y Díaz C. (1989). "Analysis of the Seismic performance of a Medium-Rise Waffle-Flat Plate Building during the 1985 Mexico Earthquake". *Earthquake Spectra Journal*. Vol 5, No 1, 25-40.
15. Rodríguez M. E. (2015), "Evaluation of a proposed damage index for a set of earthquakes", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44, 1255-1270.
16. Rodríguez, M. E. (2016) "Una revisión crítica de la práctica de diseño por sismo de estructuras en México*", Revista Ingeniería Sísmica*, No 94, 27-48
17. SENCICO (2017), Norma E.030 Diseño Sismorresistente.
18. SENCICO (2009), Norma E.060 Concreto Armado.
19. Shimazaki K. y Sozen, M. A., (1984), "Seismic Drift of Reinforced Concrete Structures", Technical Report, Hazama-Gumi, Tokyo, 1984, 145-165.
20. Wallace J, y Moehle J. (1992), "Ductility and Detailing Requirements of Bearing Wall Buildings", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 118, No 6.
21. Thomsen J. y Wallace J. (2004), "Displacement-Based Design of Slender Reinforced Concrete Structural Walls-Experimental Verification", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No 4.